

河川沿い農地災害軽減方式の一事例

一日高川沿岸農地の災害復旧計画に関する

水理模型実験一

角 屋 睦・今尾昭夫

AN EXAMPLE OF THE METHOD FOR PREVENTING FROM THE FARM-LAND DISASTER ALONG RIVERS

--THE HYDRAULIC MODEL TEST FOR THE DESIGN OF DISASTER
RESTORATION OF FARM-LANDS ALONG HIDAKA RIVER--

by Dr. Agr. Mutsumi KADOYA and Akio IMAO

Synopsis

Agricultural lands in Japan have been developed principally at the flooding alluvial regions and the low-lying districts along rivers.

A part of such agricultural lands has a danger that agricultural soil is carried away by a flood.

This paper, as its typical example, presents an outline of the result of the hydraulic model test for the design of disaster restoration of the farm-lands along Hidaka River in Wakayama Pref. suffered from flood damages.

ま え が き

稲作中心のわが国農業が、規模広狭の点でかなりの相異があるとしても、そのほとんどのものが、河川沿い低平地ないしはんらん沖積地を中心に開発されてきた史的過程についてはあらためて述べるまでもない。ただこうして開発されてきた農地のなかには、絶えず洪水による農地流亡の危険性にさらされ、農業を営むには、あまりにも不経済と思われるにもかかわらず、いざんとして営農せざるを得ない状況下にあるものもある。

ここに取り上げるものは、その典型的な1事例であるが、洪水により被害をうけた河川沿い農地の災害復旧に関連して、堤防の修復規模を水理模型実験によつて検討しようとしたものである。以下その実験結果の概要について述べる。

1. 実験の目的

日高川は和歌山・奈良県境に位置する標高 1,370 m の護摩壇岳を分水嶺として、和歌山県中部を横断して紀伊水道に開口する河川であるが、総延長 118 km のうち 110 km は山岳地帯を流下しており、河口部 8 km を除く中、上流部は、ほとんど堤防を必要としない河川である。

この日高川に沿つて、下流より 75 km の間に、多数の農地が河心に向つて階段状に発達し、最低部の一部は堤防によつて保護されている。ところが昭和28年水害以来、上流部の山地崩壊にともなう土砂流送によ

つて、これら中流部の河床が著しく上昇し(3~5 m)、連年の中小洪水によつて多数の農地の流亡災害をみるに至つた。

これら農地の災害復旧に際し、県当局によつて、2, 3 年に一回程度の洪水では、作物災害は止むを得ないとしても、少くとも農地の流亡災害を防止軽減すべきであるとの方針が立てられた。こうした方針の実施に際し、洪水時流量と農地上の流水の掃流力、流速との関係、および水衝部堤防の嵩上げによる掃流力の減殺効果の検討が望まれるわけであるが、本実験はこうした意図のため企画されたものである。

2. 模型および実験の方法

2.1 模 型

直接計画の対象となる地区は 12 地区であるが、これらすべてを個々に検討することは無理であるので、代表的と考えられる尾曾・本郷・上滝本・下滝本の 4 地区を含む延長 5 km を採用し(Fig. 1)主として昭和 35 年被災時の状態と、県当局による計画案の 2 種について検討し、さらに計画案を改良することとした。以下前者を現況、後者を計画と称する。

模型は水利条件、敷地等を考慮し、縮尺 1/50, モルタル、ハケ仕上げとした。なお模型の概略を Fig. 2 に示し、堤防標高を現況と計画について対比させたものを Fig. 3 に示す。

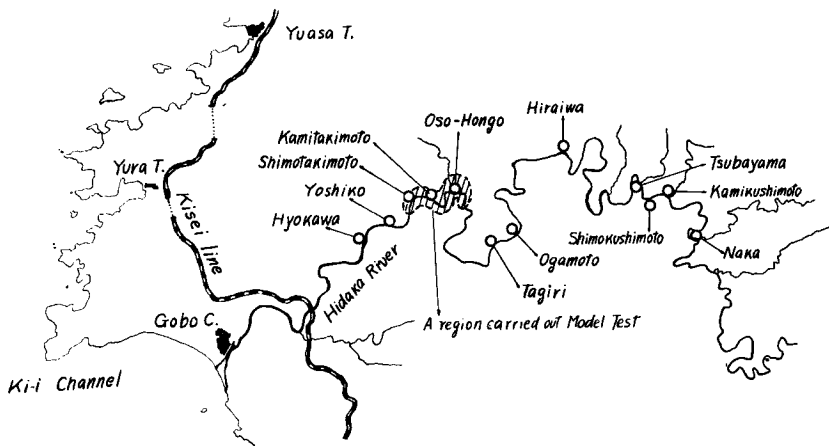


Fig. 1 Location of farm-lands suffered flood damages

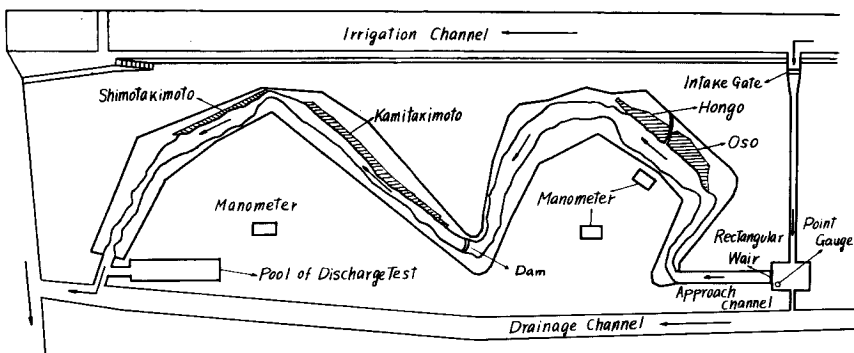


Fig. 2 Sketch of river model

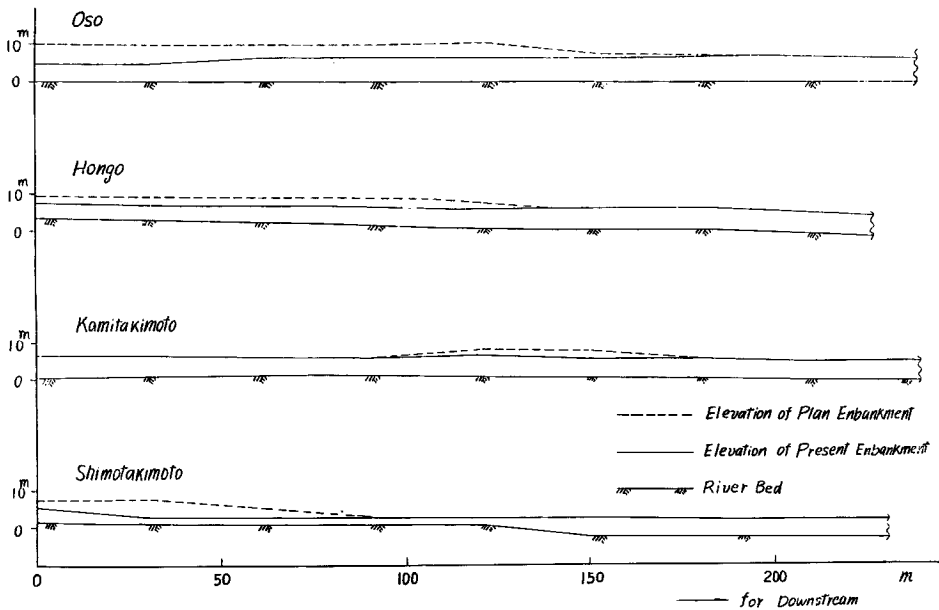


Fig. 3 Elevation of Plan and Present embankment

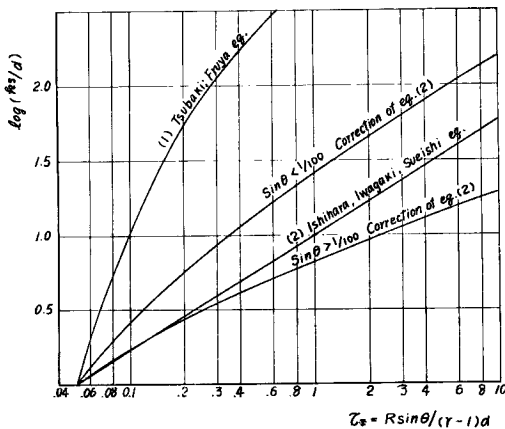
2.2 相 似

原型と模型の相似については Froude の相似則によつた。ただ日高川の流量関係諸資料の整備状況は皆無に近く、粗度係数については全く未知であるので、河床材料と洪水痕跡の両面より検討することにした。

まず河床材料による粗度係数の検討とは、河床材料より相当粗度 k_s を推定し、次式より Manning の粗度係数 n を推定しようとする方法である。

$$n = \frac{R^{1/6}}{\sqrt{g}} \left/ \left(6.0 + 5.75 \log \frac{R}{k_s} \right) \right. \dots \dots \dots (1)$$

ここに R ; 径深, g ; 重力の加速度, k_s ; 相当粗度をあらわす。


 Fig. 4 Relation between k_s/d and τ_*

河床材料と相当粗度の関係については、河床状態について若干異なるが、例えば棒・古屋、石原・岩垣・末石らの研究¹⁾がある。(Fig. 4)

これらの成果ならびに日高川において、昭和36年9月大出水後の河床砂礫を採取し、検討したところ、

棒・古屋の関係式 ; $n = 0.04 \sim 0.07$

石原・岩垣・末石の改良式 ; $n = 0.03 \sim 0.045$ を得た。これら関係式の成立条件、現地の河床状態を考慮すると、結局日高川の粗度係数 $n_p = 0.03 \sim 0.045$ の程度と推察され、模型の粗度係数 $n_m = 0.016 \sim 0.023$ 程度にすればよいと考えられた。

むしろこうした河床材料のみによる検討は、一義的な解が得がたい現状では、かなりのあいまい

さは免れない。こうした難点を補なういま一つの方法は、多くの出水時の痕跡の検討である。模型が実用上十分な精度で相似を満足するためには、模型区間のすべての点において、各出水時の最大水位を、実物と模型の上で合致させるよう、仕上げの粗さの程度を加減すればよい。

以上のような見地より相似を検討し $n_m \approx 0.022$ 程度の仕上げにしたところ、まず実用上十分な精度で痕跡群の一致をみることができた。

なお、このような水理実験の場合の相似は河川部分のみの検討では不十分ではあるが、農地部分の粗度は植生の生育時期、あるいは表土の洗掘状態により変化することが予想され、かつこの面よりの検討は定性的とならざるを得ないことより、主流部分の相似に重点をおくことにした。

2.3 実験流量

日高川における洪水時の水位—流量観測資料の整備は不十分であつて、従来洪水時の流量は $60\text{m}^3/\text{s}$ 以下の低流量資料に 2 次曲線をあてはめ、外挿的に類推していたにすぎなかつた。そこで災害復旧計画に用いる洪水流量は対象とする洪水時の水位痕跡を模型に移し、模型流量から逆算することにした。

この予備実験の結果、実験に使用する流量をつぎの 4 種に決定した。

- i) $Q_p = 1400\text{ m}^3/\text{s}$, $Q_m = 81.0\text{ l/s}$ ……尾曾・本郷地区の現況堤防を越流し始める限界の流量
- ii) $Q_p = 2000\text{ m}^3/\text{s}$, $Q_m = 114.5\text{ l/s}$ ……第 2 室戸台風時 (昭和36年 9 月) の洪水流量
- iii) $Q_p = 2700\text{ m}^3/\text{s}$, $Q_m = 150.5\text{ l/s}$ ……昭和35年 8 月の洪水流量 (計画対象流量)
- iv) $Q_p = 3900\text{ m}^3/\text{s}$, $Q_m = 221.5\text{ l/s}$ ……昭和28年 7 月の出水時に近似する洪水流量

2.4 実験方法

実験は現況、計画の模型にそれぞれ 4 種の流量を流して、地区内の水位、流速、流向を測定することにした。流量は別に検定ずみの矩形量水セキ ($1.0\text{ m} \times 0.6\text{ m}$) で測定した。水位の測定は銅製静圧管およびマノメータを使用し、流速測定はガラス製ピトー管を用い、水位測定点と同位置の流速を深さ方向に 0.2h , 0.8h の二点を流向に沿つて測定した。流向は流速の最大を示す方向とし、さらにウキまたは色素 (過マンガン酸カリ、メチレンブルー) を流して検討した。

3. 実験結果とその考察

流水による土砂の洗掘、堆砂の現象は、流水の水理学的特性によつて支配されることはいうまでもないが、さらに土砂の諸特性とも密接な関係を有している。本実験の目的よりすれば、地区内は移動床の状態にすることが望ましいのであるが、地区内は極微細な粘土であること、植生の関係などからむづかしく、結局固定床として地区内流れの水理量を測定し、地区内の掃流力および流速分布から粘土流失の模様を検討する方法を取らざるを得なかつた。

3.1 地区内掃流力からの検討

一般に掃流力 τ_0 は次式で示される。

$$\tau_0 = w h I_e \cdots \cdots \cdots (2)$$

ここに、 w ; 水の単位重量, h ; 水深, I_e ; エネルギーこう配。

上式を用いて得られた各地区の掃流力の範囲を流量別に示すと Table 1 のようになる。

このように一応各測点における掃流力が計算されるが、このような場合に (2) 式を用いることの妥当性や、微細上の限界掃流力についてのあいまい性など、問題は必ずしも少なくないと考えられるのでここでは掃流力の大きさを定性的に比較検討するだけに止めておきたい。

このような観点に立つて Table 1 を検討すると、尾曾・本郷地区においては、計画堤防による掃流力減殺効果は著しく、計画対象流量以下の流量については地区内流入がほとんど認められない状況を呈している。しかし上、下滝本の 2 地区は山肌が迫り、河川沿いに狭長な地区で、地区自体が河川主流部を形成して

Table 1 Range of tractive force in each region (kg/m^2)

Discharge of model l/s		221.5	150.5	114.5	81.0
Region					
Oso	Present	3.22~0.09	1.00~0.02	0.70~0.02	0
	Plan	1.87~0.01	0.50~0.001	0	0
Hongo	Present	2.89~0.15	0.97~0.03	0	0
	Plan	1.69~0.02	0	0	0
Kamitakimoto	Present	0.34~0.2	0.30~0.01	0.09~0.009	0.03~0.005
	Plan	0.32~0.03	0.15~0.03	0.07~0.03	0.10~0.006
Shimotakimoto	Present	0.52~0.20	0.47~0.10	0.30~0.08	0.05~0.008
	Plan	0.44~0.04	0.39~0.04	0.15~0.02	0.02~0.009

いるため、単に堤防の嵩上げのみでは、流況はあまり変化しないようである。また下滝本地区上流付近の河川が急に狭小となっているため、その上流はせき上げられ、下流は射流を呈するような流況となっているなど、地形的条件が流れに影響を与えて、尾曾・本郷地区のような効果を期待し得ないと考えられる。

つぎに等掃流力線を書いてみると、大きな掃流力は流水が水衝部堤防を越流して流入する点、また堤防沿に生じているようであるが、これは現地の洗堀模様をよく説明している。また掃流力分布をみると計画の場合、現況に比較して、掃流力の小さな地域が大きく拡張されていることがわかる。しかしこの傾向はやはり尾曾・本郷地区に著しく、上、下滝本地区についてはそう著しくない。Fig. 5~8 は1例として、計画対象流量 ($Q_m=150.5 \text{ l/s}$) に対する等掃流力線を示したものである。

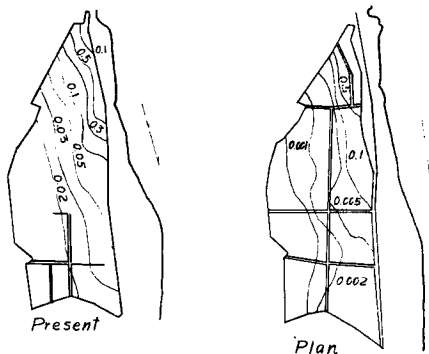


Fig. 5 Equitractive-force line,
Oso ($Q_m=150.5 \text{ l/s}$)
unit, kg/m^2

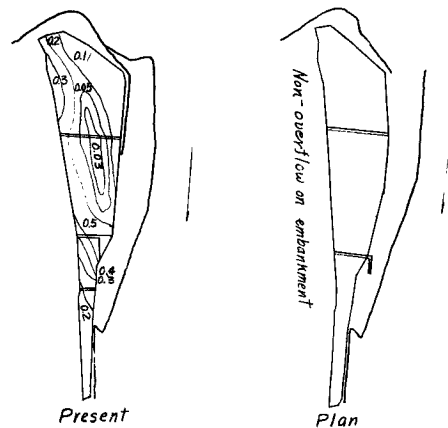


Fig. 6 Equitractive-force line.
Hongo ($Q_m=150.5 \text{ l/s}$)
unit, kg/m^2

3.2 地区内流速分布からの検討

水流による土砂の移動現象を把握するには、掃流力から検討すべきであるが3.1において述べた程度の論議しかできないので、さらに他の手段として、地区内流速分布からこれを検討してみる。

まず土砂が浸蝕をうける限界の流速について考えてみよう。いま底質材料が耕土に近い土質と考えられる土水路(開水路)によるデータから、土砂が浸蝕をうける限界の平均流速を求めてみると、ローム 0.70 m/s ,

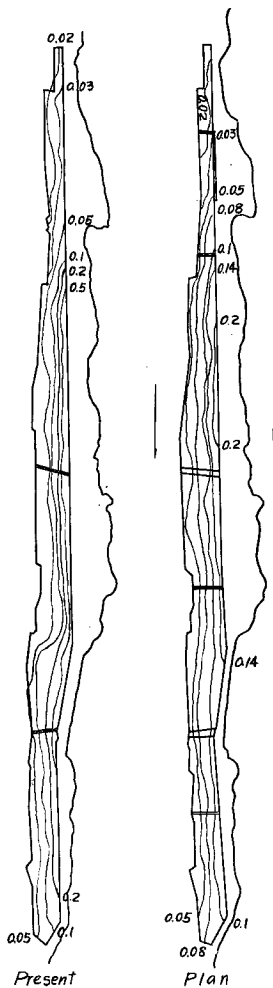


Fig. 7 Equitractive-force line.
Kamitakimoto ($Q_m=150.5$ l/s)
unit, kg/m^2

(3) 式に $z/h=0.2$ を代入して $0.2h$ の流速を求める、と

$$U_{0.2h} = U_m + 4.166 \sqrt{hI} \quad \dots\dots\dots (4)$$

ここで水深 $h=1\sim 3\text{m}$, $I=1/1000\sim 1/5000$ 程度の開水路を考えると, $U_{0.2h}$ の値は Fig. 9 のようになる。この図から $0.2h$ における浸蝕限界流速はローム $0.7\sim 0.8\text{m/s}$, 粘質ローム $0.8\sim 0.9\text{m/s}$, 粘土 $1.0\sim 1.2\text{m/s}$ と想定してよいと考えられる。さらに, 土水路に植生のある場合はその抵抗も多少大きくなるから, この限界流速は

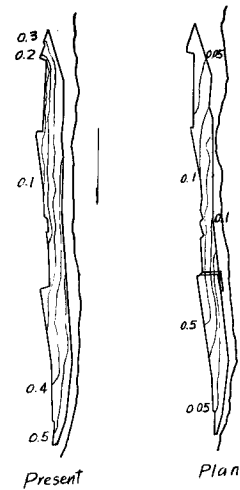


Fig. 8 Equitractive-forceline, Shimotakimoto
($Q_m=150.5$ l/s) unit, kg/m^2

粘質ローム 0.90m/s , 粘土 1.2m/s^2 程度のものである。いま土砂の浸蝕に影響を与えるのは底面近くの流速であると考え, (厳密には流速分布の形であろうが) 平均流速と $0.2h$ の点の流速を調べてみる。一般の開水路の流れでは, 垂直方向の流速分布は対数法則にしたがうものと考えてよいのであろうから, これを用いると底面より z の点における流速は次式で与えられる⁹⁾。

$$U_z = U_m + \frac{U_*}{\kappa} \left(1 + \frac{1}{M} \log_{10} \frac{z}{\kappa} \right) \quad \dots\dots\dots (3)$$

ここに, U_z ; 底面よりの z の点における流速, U_m ; 平均流速, h ; 水深, U_* ; 摩擦速度 $= \sqrt{ghI}$, $\kappa=0.4$, $M=0.434$ である。

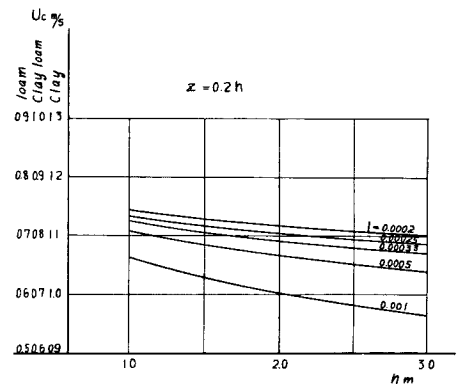


Fig. 9 Relation between U_c and h

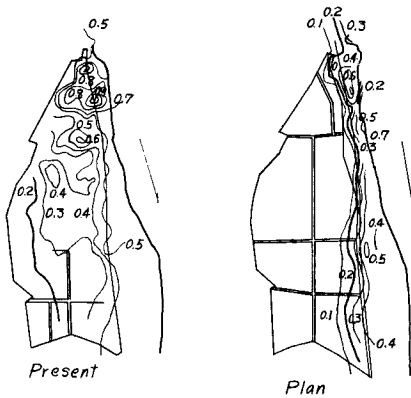


Fig. 10 Equivelocity line, Oso
($Q_m=150.5$ l/s) unit, m/s

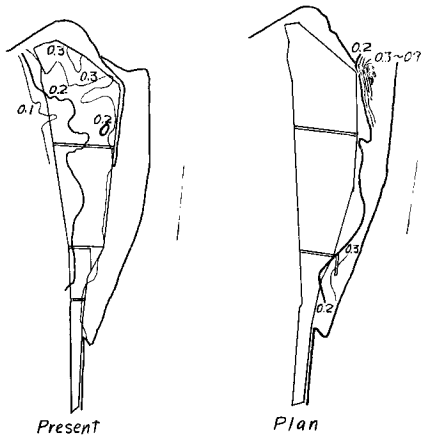


Fig. 11 Equivelocity line, Hongo
($Q_m=150.5$ l/s) unit, m/s

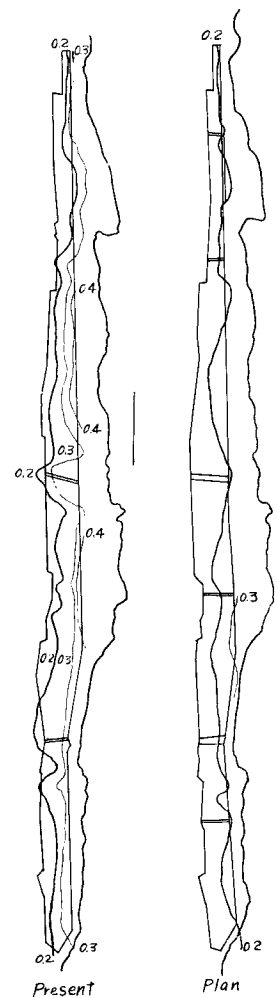


Fig. 12 Equivelocity line, Kamitakimoto
($Q_m=150.5$ l/s) unit, m/s

いまして大きく 1.2m/s 程度と考えることができる。

そこでこれを地区内に適用すると、地区内は耕地であるから植生などの影響を考慮すれば、その限界流速もやはり 1.2m/s 程度と考えてよいであろう。すなわち模型流量に換算して底面近くの流速が 0.2m/s 以下であれば耕土の浸蝕は防ぎうるのではないかと推定される。

Fig. 10~13 に 1 例として、計画対象流量 ($Q_m=150.5\text{l/s}$) に対する 0.2h の等流速線を示すが、第 2 室戸台風時洪水による現地の被災状況とかなりよい対応をしていた。

このような図から他の地区を含めて、模型流速 0.2m/s を限界流速として検討してみると、それ以下の流速を示す地域が Table 2 のような割合を示していることがわかった。

Table 2 よりすれば、尾曾・本郷地区は、計画案のように水衝部の堤防を若干嵩上げすることにより、かなりの効果が期待できると考えられるが、上、下滝本両地区においては、尾曾・本郷両地区にみられる程の

効果は期しがたいようである。これはやはり 3.2 で述べたような地形的条件によるものと考えられるが、このような河川主流部近辺の狭長な地区は、さらに考慮すべき問題も多いようである。

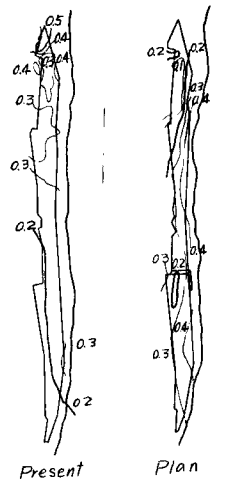


Fig. 13 Equivelocity line, Shimotakimoto ($Q_m=150.5$ l/s) unit, m/s

Table 2 Percentage of area below 0.2m/s (Velocity). %

Discharg of model l/s		221.5	150.5	114.5	81.0
Region					
Oso	Present	25~30	35~40	70~35	100
	Plan	70~75	90~95	100	100
Hongo	Present	10~15	30~35	75~80	100
	Plan	80~85	95~98	100	100
Kamitakimoto	Plesent	20~30	30~40	60~70	100
	Plan	30~40	50~60	100	100
Shimotakimoto	Present	5~10	15~25	50~60	80~90
	Plan	10~20	30~40	6~70	90~95

4. む す び

以上実験結果について掃流力と流速分布から、新堤防による耕土流亡防止の効果を検討してきたのであるが、これらを総合すると、計画高水流量に対して、つぎのようなことがいえると考えられる。

i) 尾曾・本郷地区のように、地区そのものが横の広がりを持ち、河川主流部よりかなり離れ、単に洪水時のはんらん区域を形成するような地区では、計画案のように水衝部堤防の若干の嵩上げが非常に有効であり、十分その目的を達成している。

ii) 上、下滝本両地区のように、地区が狭長で、洪水時に地区そのものが河川主流部を形成するような地区では、多少の堤防高さの変化は流況にほとんど影響を与えず、水衝部堤防の嵩上げの効果はほとんど期待しがたいようである。

iii) 農地流亡を防止軽減するには、0.2 h 附近の流速を 1.2 m/s 以下に押えるとよさそうである。こうした目的を達成するには、本文ではとくに述べなかつたが堤防の越流水深を 1.0m 以下とするよう工夫すべき

ことが、実験結果より類推される。

iv) 本文ではとくに多く触れなかつたが、堤跡付近の洗堀に対しては特別な考慮が必要である。

以上のように、河川沿い農地の災害復旧計画に際し、少くとも中小洪水では、農地の流亡を防止しようとする考え方は、たしかに有力なものと思われるが、このような場合、本研究成果は有用な一指針を与えうるものと考えられる。そして河川主流部に近い、狭長な地区については、単に堤防を高くするという安易な考え方では、その効果を期待しがたいと思われるので別途の対策が考えられるべきであろう。なお本実験によつて、これまで全く未知であつた日高川の流量—水位関係資料が、かなりの精度で推定されたことは、望外の成果であり、今後の日高川河川計画上有力な資料を提起し得たと考える。

なお本研究に際し、和歌山県耕地課、とくに日高農地事務所田村幸雄次長、宮本修治課長、伊良波茂技師より多大の便宜を受けた。本研究が何かに益するところがあれ、むしろ上記3技師に帰せられるべきことをとくに記し、謝意を表する。

参 考 文 献

- 1) 石原藤次郎・本間仁編：応用水理学中Ⅰ 1958, pp. 34—41.
- 2) 農業土木学会編：農業土木ハンドブック, 1957, P. 471.
- 3) 佐藤清一：水理学下巻, 1955, P. 82.